

# Étude expérimentale en station d'essais du comportement d'un mur de soutènement

J. BALAY

Th. DUBREUCQ

Laboratoire Central  
des Ponts et Chaussées  
58, boulevard Lefebvre,  
75732 Paris Cedex 15

A. MORBOIS

Scetauroute  
(anciennement  
Laboratoire Régional  
de l'Ouest Parisien)  
11, avenue du Centre,  
Saint-Quentin-en-Yvelines  
78286 Guyancourt Cedex

## Résumé

Pour évaluer les actions exercées par un massif de sol sur un soutènement (écrans de palplanches, parois moulées, murs gravitaires ou Cantilever), le projeteur dispose dans la pratique de méthodes de calcul (équilibres limites, modules de réaction) suffisamment réalistes pour conférer au dimensionnement final une sécurité raisonnable, même s'il subsiste des incertitudes quant au choix de certains paramètres. Par contre, dans le cas de sollicitations particulières comme le compactage ou encore l'application de surcharges de formes diverses, le choix d'une méthode (milieu élastique ou milieu rigide plastique) reste encore délicat.

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, centre de Nantes, a alors élaboré au début des années 1980 une station d'essais destinée à l'étude en vraie grandeur d'un mur de type Cantilever de trois mètres de hauteur soutenant un remblai de sable de Loire. La conception de la station d'essais a été centrée sur la représentativité du modèle et la mesure directe des efforts internes à la structure. Un long programme d'essais et d'études a ensuite été mené dans le but d'améliorer les règles usuelles de dimensionnement pour ces sollicitations particulières rencontrées en soutènement. Les effets d'une translation globale du mur vers l'avant et d'un choc en tête ont aussi été étudiés. Tous les résultats d'essais sont rassemblés et analysés dans le présent article.

## Behavioural study of a retaining wall in a field test area

## Abstract

To estimate the internal forces inside an earth retaining structure (sheet pile wall, diaphragm wall, retaining or Cantilever wall), the designer can use several practical methods for calculation (limit equilibrium, subgrade reaction modulus). These methods are realistic enough and bring about reasonable safety for the construction, in spite of some doubts about the soil parameters values. On the other hand, in case of specific solicitations like compacting or the application of a surface loading with different shapes, the choice of a method (elastic medium or rigid plastic medium) still remains difficult. The « Laboratoire Central des Ponts et Chaussées », centre of Nantes, has built, at the beginning of the 80', a field test area to study a Cantilever wall which is three meters high and retaining a sandy soil mass (sand of the Loire river). The design of the wall was specially studied to give a reliable model and to make it possible to get the direct measurement of the internal structure efforts. An intensive program of tests and studies was performed in order to improve usual design rules for these specific solicitations in earth retaining structures. The effect of a global upstream wall translation has been also examined as well as the effect of a dynamic force action at the head. The whole test results are presented and analysed in this present report.

## Introduction

Les méthodes actuelles pour l'étude des ouvrages de soutènement sont encore susceptibles d'améliorations visant à permettre, sous divers aspects, l'optimisation de leur dimensionnement. Il peut s'agir des écrans de palplanches ou des parois moulées, comme des murs gravitaires ou cantilever. S'il y a lieu de différencier les mécanismes de fonctionnement de ces deux catégories d'ouvrages, leur dimensionnement se heurte au même type de difficultés quand on cherche à apprécier dans la pratique les effets sur la structure de sollicitations particulières (par exemple des questions relatives à l'effet des surcharges, du compactage, etc.).

Pour évaluer les actions exercées par un massif de sol sur un soutènement, le projeteur dispose de diverses méthodes de calcul (équilibres limites, modules de réaction). Moyennant un choix adapté du schéma de fonctionnement de l'ouvrage et des paramètres de calcul, l'expérience montre que ces diverses méthodes sont en général suffisamment réalistes pour conférer au dimensionnement final des ouvrages une sécurité raisonnable. Il en va tout autrement pour l'évaluation des effets de surcharges de formes diverses (localisées, bande, etc.), appliquées à la surface du remblai. Les schémas de calcul disponibles reposent sur des hypothèses sensiblement divergentes : par exemple, celles de l'élasticité pour le modèle de Boussinesq, ou celles du milieu idéalement rigide-plastique pour le modèle de Krey. Si le mécanisme réel de diffusion des contraintes dans le massif se situe probablement entre ces deux schémas extrêmes et idéalisés, il reste en fait fort mal connu.

De longue date, un certain nombre d'actions expérimentales concourent à améliorer la connaissance du comportement réel des ouvrages de soutènement vis-à-vis de ces types de sollicitations particulières. Ces actions multiples se rattachent à trois familles distinctes : les expérimentations sur modèles réduits, sur ouvrages réels, et enfin en stations d'essais en vraie grandeur. Kérisel (1972) a montré que ces trois types d'actions sont en fait largement complémentaires.

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a pour sa part entrepris, au début des années 1980, l'élaboration d'une station d'essais destinée à l'étude en vraie grandeur d'un mur de type cantilever de hauteur trois mètres. Cette station fut implantée sur le Centre du LCPC à Nantes. Un effort particulier a été placé dans la détermination des efforts internes développés dans le mur d'essais.

On présente dans cet article la station d'essais, puis l'analyse des résultats en ce qui concerne l'étude des effets :

- de la poussée du remblai ;
- de son compactage ;
- de surcharges de type *bande*, disposées à la surface du remblai ;
- d'un mouvement imposé de translation globale du mur vers l'avant ;
- enfin d'un effort de renversement rapide, ou *choc*, appliqué en partie supérieure du voile.

## Présentation générale de la station

### 2.1

### La station d'essais

#### 2.1.1

#### Conception

La conception de la station a été centrée sur les objectifs suivants :

- la représentativité du modèle : les murs équipant la station sont la reproduction fidèle de murs courants. Le module sensible de mesures est métallique, mais il respecte la géométrie et la raideur des murs adjacents en béton armé ;
- la mesure directe des efforts internes à la structure : on réalise par extensométrie, en différents points du voile et de la semelle, la mesure directe des trois composantes du torseur d'efforts internes : N (effort normal), T (effort tranchant) et M (moment fléchissant).

#### 2.1.2

#### Présentation d'ensemble

Le mur de soutènement expérimental est présenté sur la figure 1. Il est constitué d'éléments cantilever préfabriqués, en béton armé, de largeur un mètre.

La partie centrale, métallique, large de deux mètres, constituant la partie sensible du mur, est équipée de capteurs d'efforts totaux permettant la mesure des efforts internes à la structure (Fig. 2 et 3). Les différents profilés métalliques utilisés assurent une bonne continuité. Les sections données aux profilés confèrent au module central une raideur tout à fait comparable à celle des éléments adjacents en béton armé. Un essai préalable a permis de déterminer les dimensions horizontales à donner à l'ouvrage (longueur du mur principal, largeur du remblai en crête), afin que le système de sollicitations et le fonctionnement du module principal de mesures reproduisent effectivement ceux d'un mur filant, à comportement bidimensionnel, retenant un massif de remblai semi-infini.

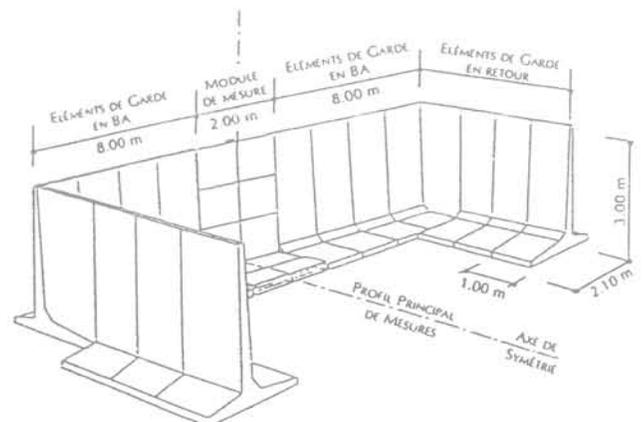


FIG. 1 Présentation générale du mur d'essais.

## Les sols

### 2.2.1

#### Sol de fondation

Les murs d'essais reposent sur un bi-couche constitué de sable de Loire compacté (50 cm), recouvrant une couche de base en sable grossier et matériaux de carrière concassés 0-100 mm (40 cm).

Le sol en place est constitué de limons argileux et de passées sableuses sur une épaisseur d'environ un mètre, recouvrant une épaisse formation de schistes altérés (Fig. 4).

### 2.2.2

#### Remblai derrière le mur

Le matériau utilisé comme remblai pendant les essais est du sable de Loire (Fig. 5a et b). Le remblai est mis en place derrière le mur par couches successives d'épaisseur 50 cm (Fig. 6), compactées à des intensités variables d'un essai à l'autre, et suivi par des mesures systématiques de densité et de teneur en eau (tableau I : mesures au gamma-densimètre à plaque et au pénétro-gamma-densimètre LPC). Dans ce tableau, les niveaux de compactage *lâche*, *moyen* et *intense* correspondent aux trois séries d'essais successivement réalisées sur la station.

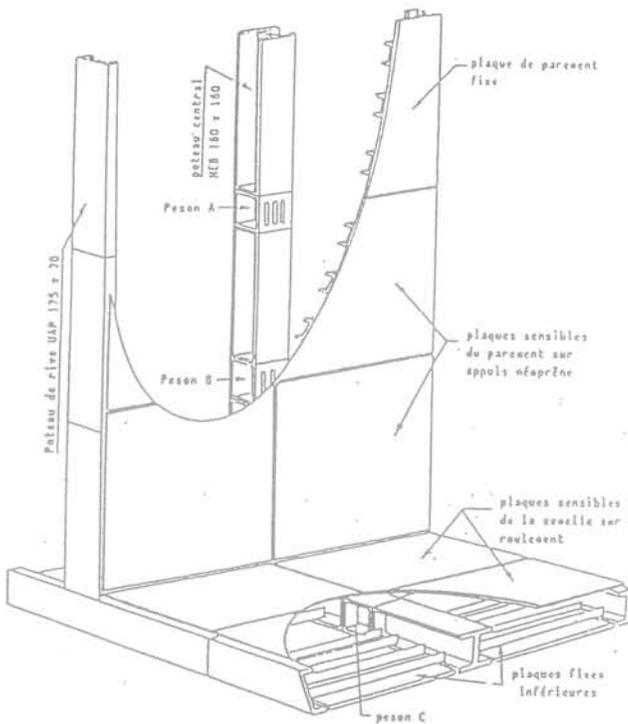


FIG. 2 Module central métallique équipé des pesons d'efforts internes.

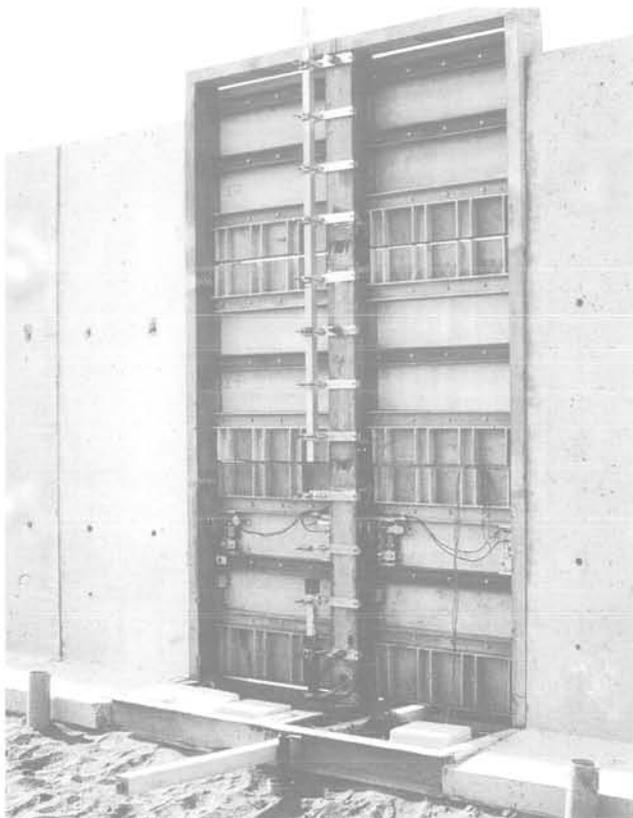


FIG. 3

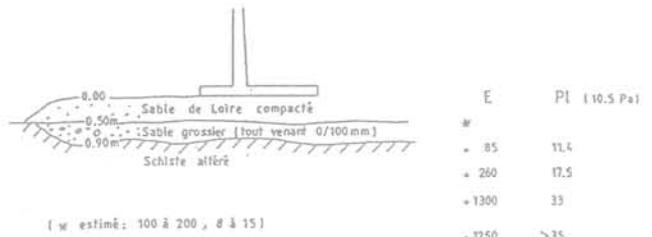


FIG. 4 Sols de fondation : coupe et caractéristiques pressiométriques.

TABLEAU I Sable de Loire utilisé en remblai : caractéristiques mécaniques.

	Niveau de compactage		
	Très faible	Intense	Moyen
N° d'essai	n°2	n°3	n°4
$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,2 ± 3 %	18,6 ± 1,5 %	17,9 ± 1,7 %
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,5 ± 3 %	17,7 ± 2 %	17,0 ± 3 %
% op. Proctor	80 %	98 %	94 %
w (%)	4,2 à 5,1	3,7 à 4,8	4,0 à 5,5
$\phi$ (°)	34°	38°	37°

Nota : la série d'essais n°1 finalise les travaux de mise au point du module de mesure et ne sera pas analysée dans cet article.

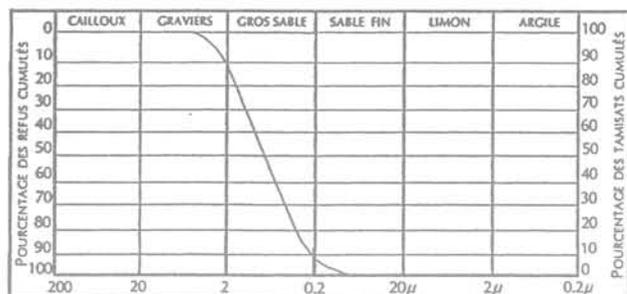


FIG. 5a Courbe granulométrique.

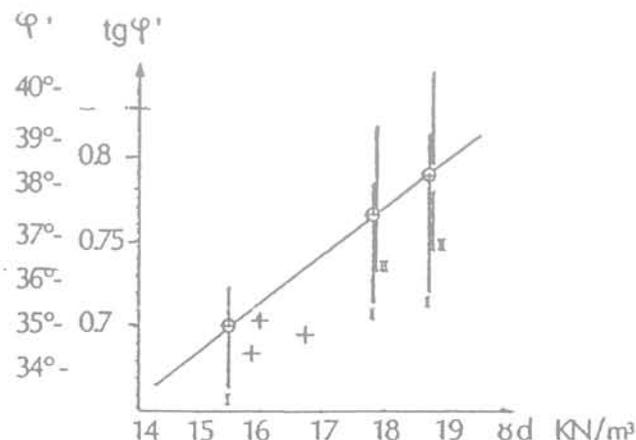


FIG. 5b Variations de l'angle  $\varphi$  mesuré en laboratoire en fonction de la compacité.



FIG. 6

### 2.3

## Les surcharges

La station d'essais est équipée de blocs en béton destinés à appliquer des surcharges de formes et d'intensités variées à la surface du remblai. Seuls les chargements de type *bande*, seront analysés dans cet article (une surcharge de 41,9 kN/ml s'exerçant à une distance de 1 m du parement).

Le chargement du massif par cette surcharge bande est réalisé en sept paliers successifs, l'effet de cycles de chargement-déchargement étant également suivi.

### 2.4

## Autres effets étudiés

- Effet d'une translation du mur. Chaque série d'essais comporte la réalisation d'une translation horizontale du mur par glissement forcé sur sa fondation, dans le sens de la poussée. L'objectif de cet essai est double. D'une part, on cherche à évaluer l'effet de cette avancée du mur, sur les efforts internes et sur la poussée globale, et notamment son influence sur les surpressions résiduelles après enlèvement des surcharges précédentes. D'autre part, cet essai conduit à l'évaluation de l'effort limite de poussée et de l'effort tangentiel limite sous la semelle, permettant la détermination expérimentale du coefficient de sécurité au glissement.

- Effet d'un effort rapide, ou *choc*, appliqué en partie haute du voile. La durée de montée en intensité de cette force varie entre 1,5 et 2 secondes. L'effort est par la suite maintenu constant pendant une dizaine de secondes. Pour chaque série d'essais, on réalise une dizaine d'applications de ce type de sollicitation rapide, d'intensité maximale variant entre 60 et 1 030 daN.

### 2.5

## Programmes des essais

Chaque série d'essais se compose en pratique d'une succession de phases de construction ou de montage, d'essais à proprement parler et de mesures, enfin d'attente avec suivi de l'évolution des mesures dans le temps. Le tableau II renseigne sur l'enchaînement et la chronologie de ces différentes phases, pour les trois séries d'essais.

Les essais de surcharges localisées mentionnés dans le tableau II ne seront pas analysés dans cet article.

### 3

## Instrumentation

### 3.1

### Nature des mesures

Le tableau III dresse la liste de ces différents appareils, leur nombre ou le nombre de points de mesure, enfin la nature de la mesure correspondante.

La figure 7 reproduit l'implantation sur le mur d'essai des appareils de mesures.

### 3.2

## Conception des capteurs

### 3.2.1

### Capteurs d'efforts internes

Les efforts internes N, T et M dans le mur sont mesurés dans la section centrale du module métallique,

TABLEAU II Enchaînement des essais.

Activité	Essais n° 2	Essais n° 3	Essais n° 4
Remblaiement à + 2,70 m	07-08 au 12-08-85	02-02 au 12-02-87	18-09 au 29-09-87
Attente et suivi	12-08 au 17-09-85	13-02 au 10-03-87	30-09 au 12-10-87
Essais surcharges bandes	27-10 au 06-11-85	11-03 au 25-03-87	13-10 au 25-11-87
Attente et suivi sous charge	07-11 au 05-12-85	26-03 au 02-04-87	26-11 au 03-11-87
Essais surcharges localisées	17-09 au 24-09-85	03-04 au 08-04-87	04-11 au 06-11-87
Attente et suivi sous charge	25-09 au 26-10-85	09-04 au 13-04-87	06-11 au 09-11-87
Essai de translation	08-01 au 12-01-86	14-04 au 25-04-87	15-12 au 15-12-87
Attente et suivi	12-01 au 19-01-86	25-04 au 11-05-87	21-11 au 14-12-87
Déblaiement à + 2,20 m	06-12 au 08-12-85	12-05 au 12-05-87	10-11 au 10-11-87
Attente et suivi	09-12 au 02-01-86	12-05 au 13-05-87	11-11 au 15-11-87
Essais de chocs	03-01 au 07-01-86	14-05 au 30-06-87	16-11 au 20-11-87
Déchargement final du mur	20-01 au 21-06-86	01-07 au 02-07-87	15-12 au 31-12-87
Durée totale de l'essai	168 jours	149 jours	104 jours

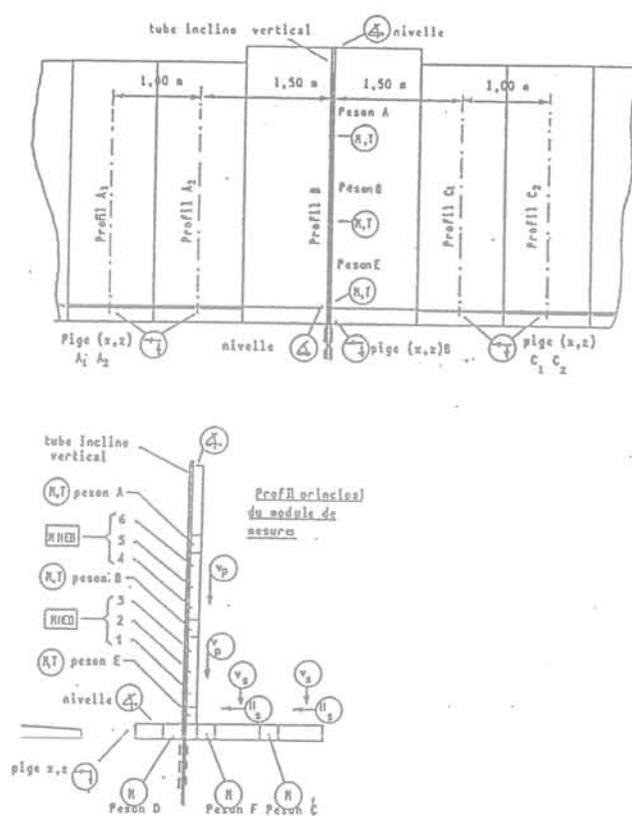


FIG. 7 Récapitulation et implantation des appareils de mesures.

TABLEAU III Nature des mesures.

Type d'appareil et nombre	Paramètres mesurés
Peson d'effort interne (6)	Moment fléchissant, effort tranchant voile et semelle
Jauge à fil résistant collée sur HEB (6)	Moment fléchissant dans le voile
Plaque verticale d'effort tangentiel (4)	Effort tangentiel vertical sur le voile
Plaque horizontale d'effort tangentiel (4)	Effort tangentiel horizontal sur la semelle
Inclinomètre et tube inclinométrique (2)	Rotation voile et semelle déplacement par intégration
Niveau de précision à bulle (2)	Rotation sommet voile et extrémité patin semelle
Cathétomètre optique de précision (5)	Déplacement horizontal et vertical du patin avant
Sondes de température (7)	Températures du module de mesures et du remblai

à l'aide des six pesons (Fig. 3 et 7). Ces pesons sont intégrés par boulonnage à la poutrelle principale. Ils assurent en fait la continuité mécanique entre les 6 éléments qui la constituent. Chaque peson est un assemblage mécano-soudé, raidi sur ses deux faces extrêmes par des semelles de forte inertie.

Dans un premier temps, la mise au point de ces capteurs d'efforts internes a fait l'objet d'essais de faisabilité. Puis, il fut décidé d'analyser finement sur le plan mécanique les conditions de comportement réel des capteurs projetés, d'une part sur le plan théorique, par des calculs en tridimensionnel réalisés selon la méthode des éléments finis et, d'autre part, sur le plan physique, par l'étude en photoélasticité du peson prototype.

L'étude mécanique a montré que les mesures des déformations normales dans le peson par extensométrie ne peuvent prétendre restituer l'effort vertical dans la pièce, c'est-à-dire la composante verticale de la poussée du sol. Pour la gamme des efforts verticaux attendue sur le mur d'essai, l'ordre de grandeur des déformations normales s'avère en effet trop faible, malgré les évidements dans les sections d'acier.

Les résultats concernant la mesure de l'effort tranchant dans le peson s'avèrent au contraire encourageants : dans la partie centrale de l'âme, les différentes méthodes concourent en effet à la mise en évidence de phénomènes de cisaillement pur.

## Mesures des efforts tangentiels

Le principe initial visant à remonter à l'effort normal dans la structure à l'aide de capteurs d'efforts projetés, ayant été abandonné, un autre dispositif de mesure de l'effort normal dans la structure a été élaboré, afin de permettre la mesure des efforts verticaux de poussée sur le voile et, également, celle des efforts tangentiels exercés sur la semelle.

Ce dispositif de mesure, décrit sur la figure 8, est constitué de plaques sensibles de parement montées sur appuis en élastomère et solidaires de dynamomètres. Ces dynamomètres sont constitués par deux barreaux en flexion équipés de jauges extensiométriques à fil résistant.

## Autres appareillages de mesure

Outre les mesures d'efforts internes, le comportement du mur expérimental est suivi en cours d'essais par des mesures complémentaires de déformations et de déplacements. Les déformations du profil central sont mesurées par inclinométrie (tube vertical et horizontal).

Parallèlement, d'autres mesures de déplacement ou de rotation sont réalisées à l'aide d'un cathétomètre optique de précision (1/100 de mm) ou d'une nivelle à bulle, en divers points du mur d'essais. L'ensemble de ces dispositifs de mesure est repéré sur la figure 7.

## Sur le bon fonctionnement des appareils de mesures et leurs limites

### Étalonnage des capteurs d'efforts

Le plan d'étalonnage, pour chaque capteur, a été bâti de façon à couvrir par un nuage de points suffisamment dense la boule définie dans l'espace N, T, M pour les torseurs d'efforts internes attendus dans la réalité sous un ensemble de sollicitations variées. C'est ainsi que pour le peson E situé à la base du voile, 296 cas d'étalonnage ont été étudiés.

### Précision des mesures

L'analyse statistique des résultats d'étalonnage a été effectuée selon la méthode d'ajustement par régression linéaire multiple. Pour la mesure des moments fléchissants, la précision relative a été évaluée à 8 %, et pour la mesure des efforts tranchants, elle a été évaluée à 5 %.

L'incertitude relative des mesures de la composante verticale de la poussée à l'aide des plaques sensibles a été évaluée à 7 %, ce qui est apparu satisfaisant. La même précision relative est attachée aux mesures des efforts horizontaux sur la semelle.

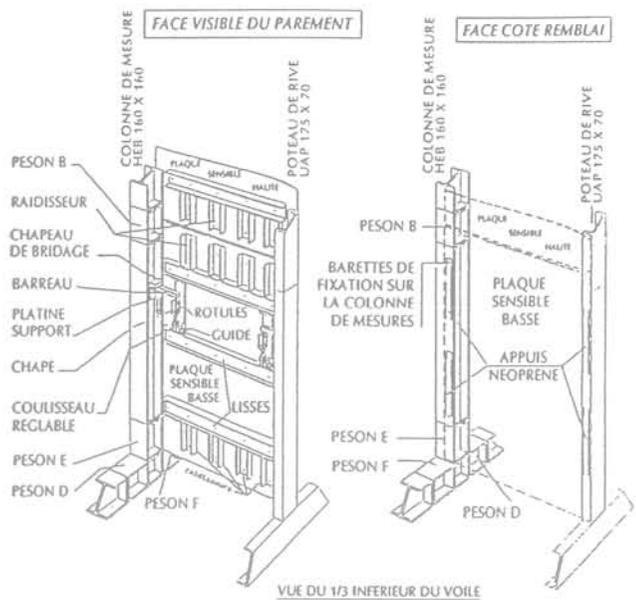


FIG. 8 Plaques sensibles pour la mesure des efforts tangentiels sur le voile et la semelle.

## Effets des gradients thermiques

On a pu observer par inclinométrie, des fluctuations journalières du déplacement horizontal du voile par rapport à sa position moyenne. Elles sont concomitantes aux variations de température ambiante, et ce de façon linéaire. Les fluctuations d'efforts internes observées semblent donc résulter des effets de gradient thermique dans la structure, malgré l'isolation mise en place. Ainsi, chaque grandeur physique fournie par les capteurs fait l'objet d'une correction tenant compte des variations de température sur la hauteur du voile au cours de l'essai. Les températures de référence correspondent ici à une distribution moyenne précisée par une série de thermocouples incorporés au mur.

Il est important de noter que les effets des gradients thermiques, pour de fortes variations de température,

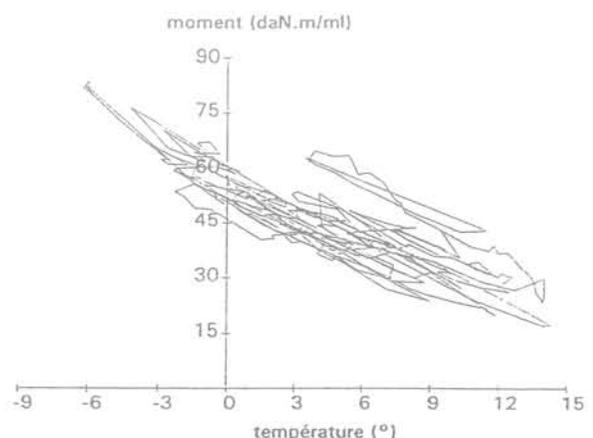


FIG. 9 Influence des écarts de température ambiante sur le moment mesuré par le peson A à + 2,10 m (série d'essais n° 2).

sont comparables aux effets des surcharges moyennes, notamment dans la partie haute du voile, comme le montre la figure 9.

5

## Poussée due au remblaiement sur le voile

5.1

### Intensité de la poussée globale

La comparaison entre les efforts résultant des poussées réelles, mesurées sur le voile, et les estimations fournies par les méthodes actuelles de dimensionnement issues des théories de poussée, ont été faites à l'aide du coefficient de poussée horizontal  $k$ .

Deux déterminations ont été réalisées parallèlement pour chaque essai et chaque peson : à partir des mesures des efforts tranchants ( $k_t$ ), puis à partir des mesures des moments fléchissants ( $k_m$ ). Cette double détermination permet de vérifier dans un premier temps si l'hypothèse d'une répartition triangulaire de la poussée en fonction de la profondeur est réaliste ou non.

Les résultats sont représentés sur la figure 10. On note que, de manière générale, les poussées globales sont nettement supérieures aux valeurs théoriques. Tous paramètres confondus, les coefficients de poussée  $k_t$  et  $k_m$  varient entre 0,3 et plus de 1, pour des valeurs théoriques comprises entre 0,2 et 0,3. L'examen plus précis de ces résultats, essai par essai, conduit aux conclusions suivantes :

5.1.1

#### Essais n° 1 et 2 : sable lâche

Les coefficients de poussée moyens sont de l'ordre de 0,37 à 0,38, c'est-à-dire proches de la poussée au

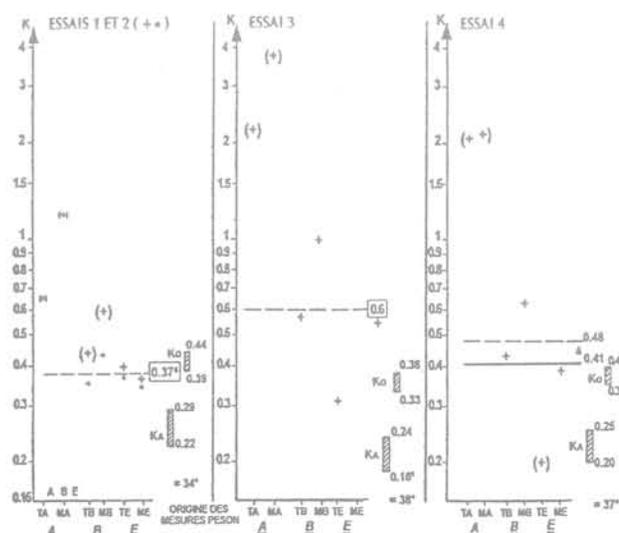


FIG. 10 Évaluation des coefficients expérimentaux de poussée globale  $K_m$  et  $K_t$  et comparaison avec les valeurs théoriques.

repos  $K_0$  (0,39 à 0,43) et supérieurs de 30 à 70 % par rapport à  $K_a \cdot \cos \delta$  (0,22 à 0,29). Les valeurs de  $k_t$  et  $k_m$  diffèrent peu ; la répartition triangulaire serait donc assez réaliste.

5.1.2

#### Essai n° 3 : sable très compact

L'effet du compactage se traduit par des poussées plus élevées ( $k = 0,44$  à  $0,75$ , moyenne 0,6). Les valeurs  $k_t$  et  $k_m$  diffèrent davantage, ce qui traduit une répartition des poussées non triangulaire.

5.1.3

#### Essai n° 4 : sable moyennement compact

Les résultats sont effectivement compris entre ceux des essais n°2 et n°4 :  $k_t$  et  $k_m = 0,30$  à  $0,50$ , valeur moyenne 0,41 à 0,48.

La figure 11 traduit la variation des coefficients de poussée en fonction de la hauteur de l'écran considéré. Elle met en évidence :

- une décroissance du coefficient de poussée en fonction de la hauteur de l'écran ;
- les valeurs les plus faibles, correspondant à la poussée globale agissant sur la totalité du voile (ici 2,70 m de haut), sont de l'ordre de 0,30 à 0,50, c'est-à-dire de l'ordre du coefficient de poussée au repos  $K_0$  ;
- un effet du compactage d'autant plus important que l'on se rapproche de la surface libre.

5.2

### Répartition de la poussée en fonction de la profondeur

L'adoption d'un coefficient de poussée constant avec la profondeur est globalement vérifiée pour le sable lâche (essais 1 et 2). Nous avons recherché dans le

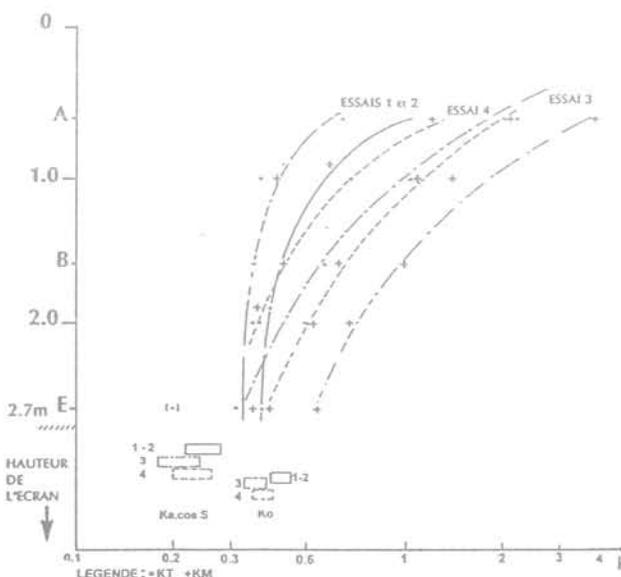


FIG. 11 Variation des coefficients expérimentaux de poussée globale  $K_m$  et  $K_t$  en fonction de la hauteur de l'écran.

cas des essais 3 et 4 si une répartition parabolique des poussées était plus réaliste.

L'ajustement par une courbe  $p(z)$  de la forme

$$p(z) = az^2 + bz + c \text{ a été recherchée :}$$

- d'une part, à partir des trois valeurs d'efforts tranchants ;
- d'autre part, à partir des trois valeurs de moments fléchissants.

Les résultats sont représentés sur la figure 12. On observe que :

- les paraboles ont, pour les deux essais, une concavité inverse (c'est-à-dire orientée vers le massif) ;
- pour l'essai 3 les mesures d'effort tranchant et de moment fléchissant sont cohérentes, puisqu'elles conduisent à une même parabole (écarts inférieurs à 10 %) ;
- pour l'essai 4, les écarts sont un peu plus importants (10 à 30 %), mais restent néanmoins acceptables. Les valeurs ainsi déterminées sont conformes avec celles issues des mesures de contraintes totales horizontales effectuées lors de cet essai, comme le montre la figure 13 ;
- les surpressions dues au compactage sont de l'ordre de 10 à 15 kPa à la surface. Ces résultats sont en assez bon accord avec la modélisation effectuée par Carder (1980) à partir de calculs en éléments finis (figure 14).

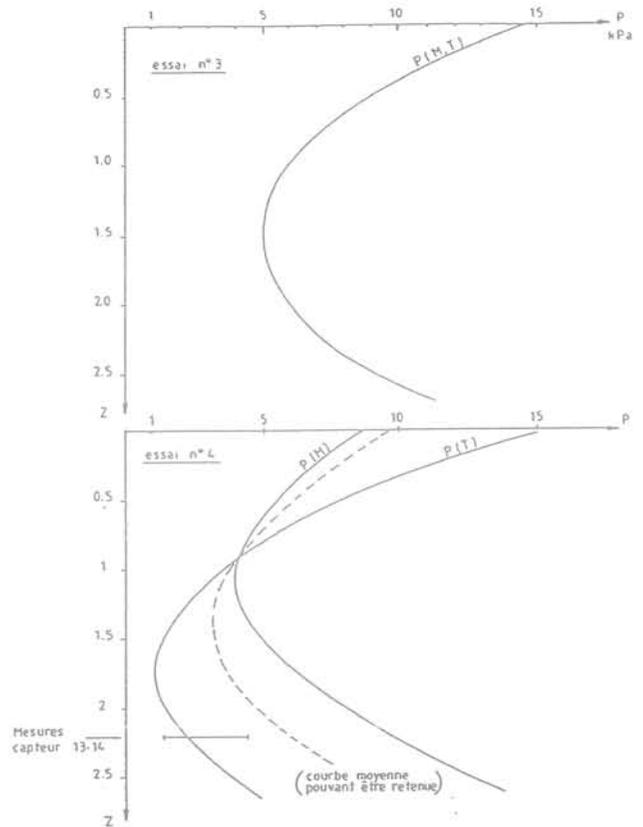


FIG. 13 Recherche d'ajustement de la poussée sur le voile, de la forme  $p(z) = az^2 + bz + c$ . Résultats obtenus pour la pression, et comparaison avec les mesures.

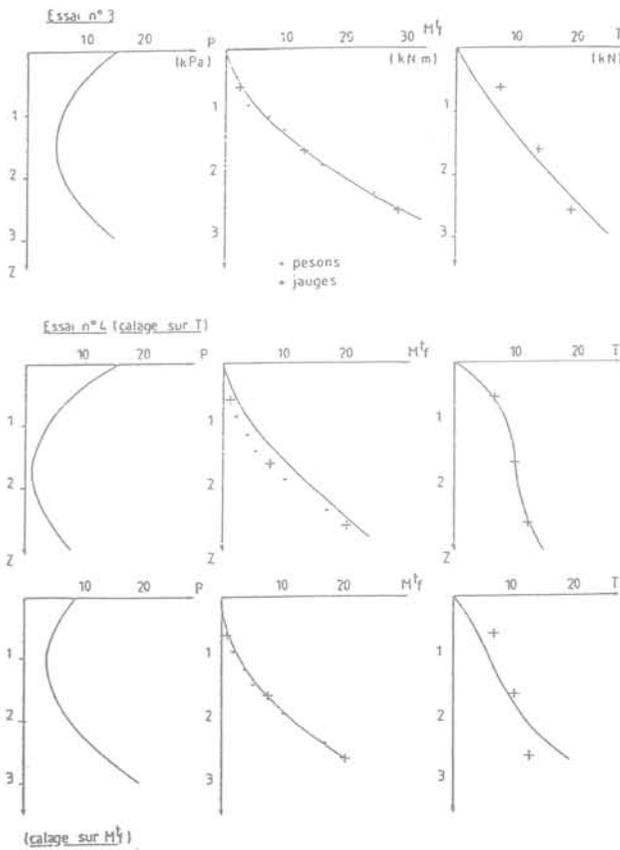


FIG. 12 Recherche d'ajustement de la poussée sur le voile, de la forme  $p(z) = az^2 + bz + c$ . Résultats obtenus pour M et T, et comparaison avec les mesures.

- 0,15 m from wall
- 0,30 m from wall
- 0,55 m from wall

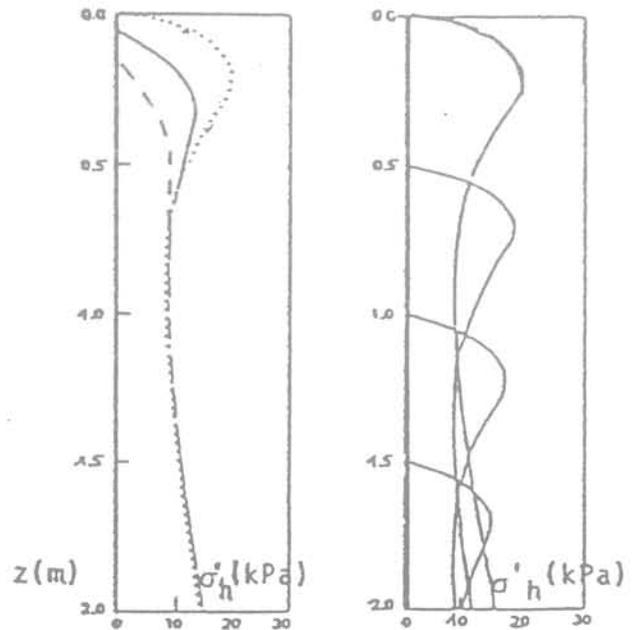


FIG. 14 Effets du compactage d'après Carder - résultats de calculs aux éléments finis.

## Inclinaison de la poussée

L'inclinaison de la poussée sur le voile  $\delta$  a été déterminée à l'aide des mesures d'effort tranchant  $P_h$  et d'effort vertical tangentiel  $P_v$  sur les plaques sensibles :

$$\delta = \text{Arctg} \left( \frac{P_v}{P_h} \right)$$

avec :

$P_v$  : effort mesuré vertical tangentiel  
 $P_h = TE - TB$  : effort tranchant différentiel entre les pesons E et B.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau IV :

TABLEAU IV Inclinaisons de la poussée.

N° essai	$\delta$	$\delta/\phi$
1	28°	0,82
2	34°	1,00
3	17° à 19°	0,51 à 0,45
4	37° à 38°	1,00

## Déplacements et déformées du mur

La figure 15 représente les déplacements du mur pour chaque essai, par rapport à sa position initiale.

Pour l'essai n° 3, nous n'avons pas pu expliquer l'anomalie relevée au niveau de la distorsion de la semelle et du voile. Par contre, une bonne correspondance est relevée dans l'ensemble entre les répartitions des contraintes sous la semelle (déduites des mesures dans le cas des essais 3 et 4, calculées uniquement dans

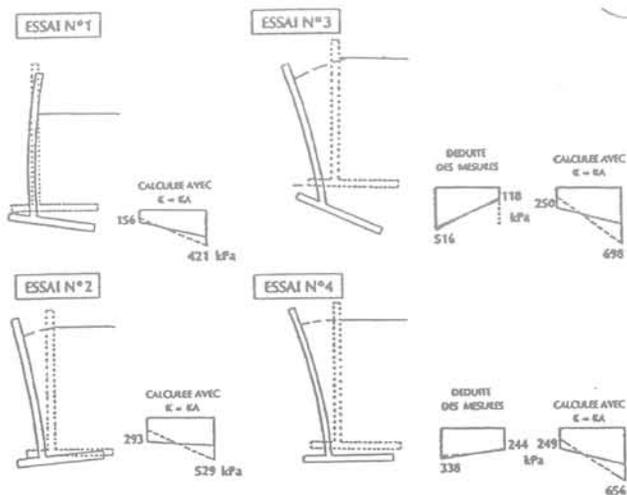


FIG. 15 Déformées du mur et répartition des contraintes sous la semelle, théorique, et déduites des mesures pour les essais n° 3 et 4.

le cas des essais 1 et 2), et la rotation du mur. Les difficultés à prévoir les rotations suivant les méthodes de calculs apparaissent nettement, sachant que l'effet conjugué de l'inclinaison négative de la poussée arrière, et son intensité supérieure, peuvent modifier totalement l'allure de la répartition des contraintes appliquées au sol.

TABLEAU V Déplacements de translation de la base du mur.

Essai n°	Déplacements (mm)	Déplacement / Hauteur du mur
1	2*	1/1000
2	6	1/500
3	6,8	1/420
4	5	1/550

\* Déplacements non stabilisés.

Les valeurs du déplacement en translation de la base du mur sous l'effet de son remblaiement sont reportées dans le tableau V. La valeur moyenne obtenue pour le rapport déplacement horizontal de la base du mur sur la hauteur du remblai est en moyenne de  $H/500$ . Cette valeur est supérieure à la valeur  $H/1000$  couramment citée comme rapport minimal théoriquement nécessaire pour mobiliser l'état limite de poussée.

La figure 16 représente la mobilisation du frottement unitaire moyen sous la base du mur en fonction de sa translation. Les valeurs moyennes des modules

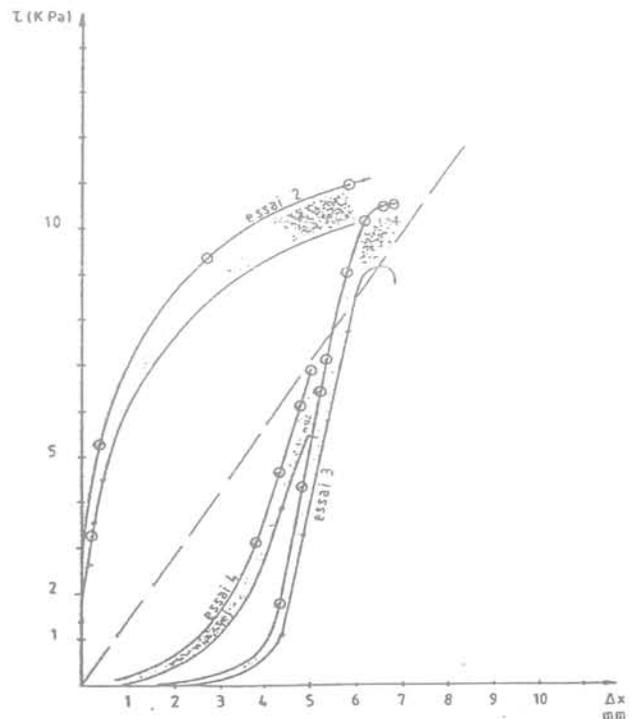


FIG. 16 Mobilisation des efforts de cisaillement sous la semelle, en fonction du déplacement horizontal.

sécants et tangents  $F = \Delta\tau/\Delta x$ , déduits des mesures de déplacements et d'efforts tangentiels, sont données dans le tableau VI.

**TABEAU VI** Modules de mobilisation du cisaillement à la base du mur.

	F tangent début de chargement	F tangent fin de chargement	F sécant final
Plage $\Delta x$	0-1 mm	4-5 mm	0-6 mm
Sable lâche (n° 2)	6 à 7 MPa/m	0,5 MPa/m	1,6 à 1,8 MPa/m
Compactage intense (n° 4)	$\approx 0$	5,5 MPa/m	1,3 à 1,5 MPa/m
Compactage moyen (n° 3)	$\approx 0$	3,5 MPa/m	1,1 à 1,4 MPa/m

**6**

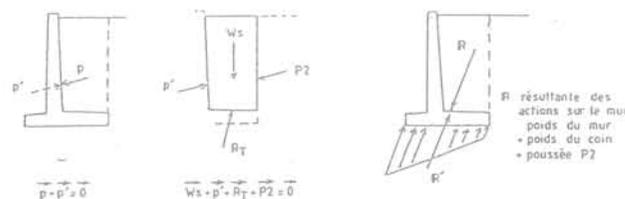
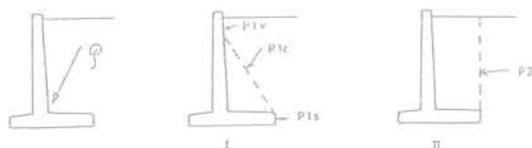
## Poussée globale sur le mur : vérification des équations d'équilibre

**6.1**

### Démarche suivie

La stabilité d'un mur en forme de T renversé ne dépend pas de la poussée exercée uniquement sur la voile, mais de celle exercée globalement sur le mur et le coin de sol qui lui est solidaire. Les méthodes de calcul habituelles font des hypothèses variables sur la forme de ce dernier, les plus couramment admises étant reproduites sur la figure 17.

La mesure directe de la poussée globale  $P$  sur le mur est impossible. En revanche, dans le cas des essais n° 3 et n° 4, sa détermination indirecte peut s'effectuer en



**FIG. 17** Hypothèses couramment admises sur la géométrie du coin de poussée à l'arrière du mur, et principe de vérification des équations d'équilibre.

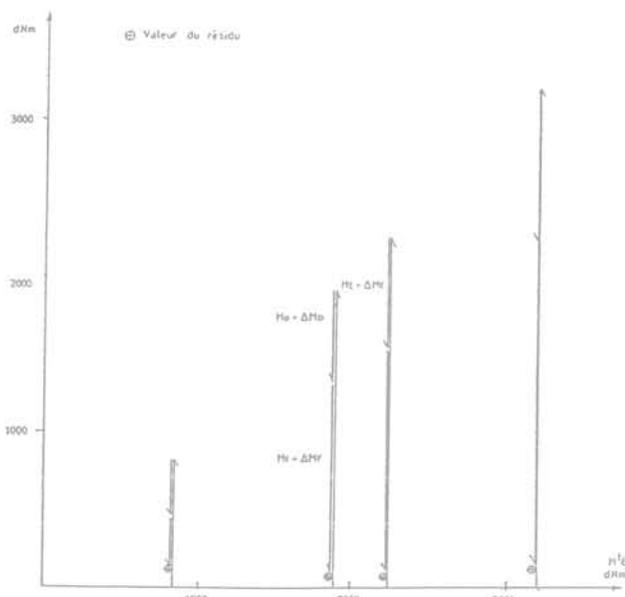
écrivant l'équilibre du coin de sol surmontant la semelle, puisque les efforts sur la face supérieure de son talon  $R_T$  y ont été mesurés. Il est ensuite possible, et cela constitue l'intérêt de ces essais, de vérifier la cohérence de ces mesures avec celle des efforts internes de la semelle qui résulte de la réaction du sol support.

La démarche a été la suivante :

- détermination de la poussée  $P_2$  sur l'écran fictif arrière ;
- calcul de la résultante  $R$  ;
- détermination de la répartition des contraintes sous la semelle ;
- calcul des moments résultants dans la semelle et comparaison aux valeurs mesurées.

Cette méthodologie permet de vérifier ainsi la validité des mesures, et donc celle de la détermination de la poussée arrière  $P_2$ . Cette vérification sera complétée d'une part, par l'examen comparatif de la répartition des contraintes sous la semelle et le sens de sa rotation et, d'autre part, par la comparaison des efforts mesurés lors de l'essai de translation du mur (cf. § 8 plus bas).

Ajoutons qu'une vérification préalable, illustrée par la figure 18, a porté sur l'équilibre des moments à l'encastrement du voile et de la semelle (mesures  $M_D$ ,  $M_E$ ,  $M_F$ , corrigées pour tenir compte de la dimension des pesons).



**FIG. 18** Vérification des équations d'équilibre. Équilibre des moments corrigés à l'encastrement voile-semelle.

**6.2**

### Résultats et commentaires

La démarche qui précède conduit aux résultats reproduits sur la figure 19 et résumés ci-dessous :

- pour les deux essais (3 et 4) la poussée arrière présente une inclinaison négative :

- essai 3 :  $\delta = -23,6^\circ$
- essai 4 :  $\delta = -43^\circ$

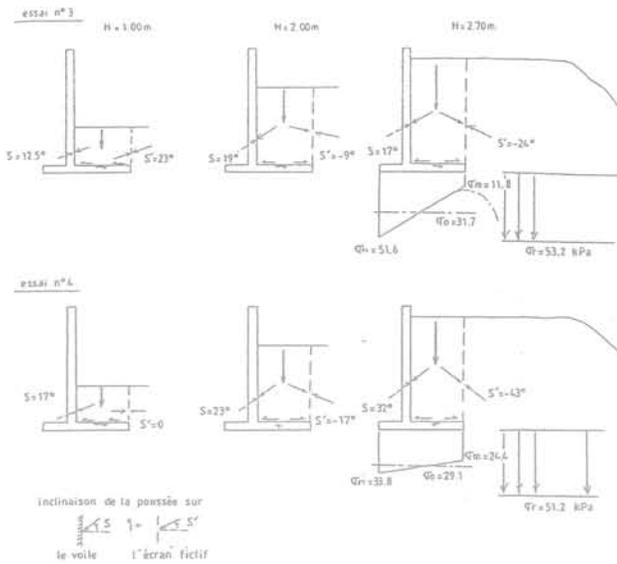


FIG. 19 Évaluation de l'inclinaison de la poussée sur le voile et l'écran fictif de calcul.

Ce résultat s'oppose aux hypothèses traditionnelles et peut donc surprendre *a priori*. Il a été confirmé par les vérifications précédemment décrites. En particulier, les moments résultants dans la semelle sont en bonne concordance avec les valeurs mesurées, les écarts restant inférieurs généralement à 10 % :

– l'intensité de la poussée arrière est peu différente de celle mesurée sur le voile, les efforts horizontaux exercés sur le talon de la semelle s'annulant quasiment. Les coefficients de poussée correspondants sont respectivement de :

$$\begin{array}{ll} \text{essai n}^\circ 3 : & k_i = 0,30 \quad k_m = 0,44 \\ \text{essai n}^\circ 4 : & k_i = 0,18 \quad k_m = 0,22 \end{array}$$

(la valeur  $k_i = 0,18$  de l'essai n° 4 est à considérer avec prudence, en raison d'anomalies observées sur le peson E) ;

– le bras de levier de la poussée arrière est de l'ordre de la moitié de la hauteur du remblai. Toutefois, cette détermination n'a pu se faire que pour les essais 3 et 4, réalisés avec un remblai en sable à compactage intense ou moyen.

## 7

### Effets des surcharges bande

#### 7.1

#### Principes généraux

La prise en compte de l'effet des surcharges sur un écran peut être abordée par deux types de méthodes :

- la méthode se référant à la théorie de l'élasticité, pour un solide homogène isotrope (Boussinesq),
- les méthodes basées sur les états d'équilibre limite, se subdivisant elles-mêmes en deux catégories :
  - la méthode globale, calculant directement les poussées provenant à la fois du massif pesant et des surcharges (Coulomb),
  - la méthode spécifique aux surcharges, qui donne l'effet induit par les surcharges seules (Krey).

#### 7.1.1

#### Théorie de l'élasticité, diagramme de Boussinesq

La poussée sur le voile, considéré flexible ici au sens défini de M. Houy (1986), s'exprime par la relation (Fig. 20) :

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left[ \theta_2 - \theta_1 - \frac{1}{2} (\sin 2\theta_2 - \sin 2\theta_1) \right]$$

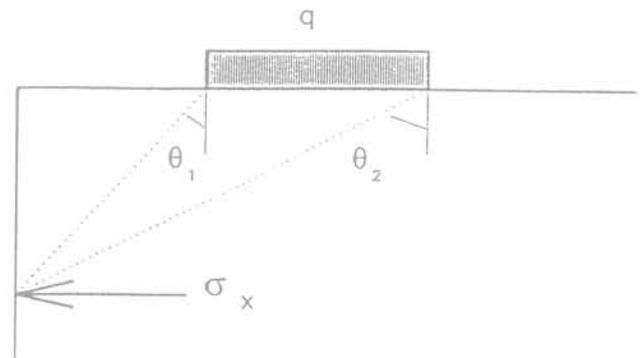


FIG. 20 Pressions induites par une surcharge bande.

#### 7.1.2

#### Théorie des états d'équilibre limite

##### 7.1.2.1

##### Diagramme de Coulomb modifié

La méthode générale consiste à déterminer d'abord la poussée d'ensemble agissant sur la totalité de l'écran, puis à en tirer la distribution des pressions unitaires correspondantes, comme illustré par la figure 21.

L'effet de la surcharge sur l'écran est calculé par différence de deux diagrammes de poussée : d'une part celui du sol et de la surcharge et, d'autre part, celui du sol sans la surcharge. Il faut noter que les deux valeurs de la poussée obtenues pour la même profondeur peuvent correspondre à deux droites de glissement distinctes.

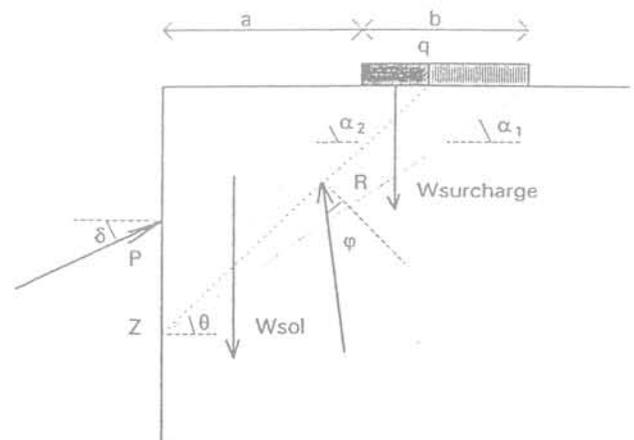


FIG. 21 Équilibre des forces appliquées au coin de Coulomb.

L'originalité de la méthode proposée ici porte sur la prise en compte d'une évolution de l'inclinaison de la poussée. De plus, cette poussée est déterminée analytiquement. Comme le montrent les essais de chargement, l'inclinaison de la poussée sur le voile croît avec l'intensité de la surcharge. L'application de la méthode de Coulomb ainsi modifiée, change le diagramme de surpression classique.

La recherche analytique de la poussée horizontale maximale  $P$  à une profondeur  $z$  donnée passe par l'étude de l'équilibre des coins de Coulomb selon l'angle  $\theta$  (Fig. 21). Un coin est délimité par un plan de rupture qui intercepte tout ou partie de la bande surchargée. Il existe trois secteurs d'appartenance pour  $\theta$  :  $[\varphi; \alpha_1]$ ,  $[\alpha_1; \alpha_2]$  et  $[\alpha_2; 1/2\pi]$ . Pour chacun des trois secteurs, on explicite ci-après l'angle  $\theta$  du plan de rupture qui maximise la poussée  $P_j$  ( $j = 1, 2, 3$ ) inclinée à  $\delta$  sur l'horizontale. La poussée  $P$  recherchée en projection horizontale est alors la plus grande des trois poussées  $P_j$  précédentes :

$$P = \max(P_{j=1,2,3}(z))$$

avec :

$$P_j = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \cotg\theta_j + Q_j}{\cotg(\theta_j - \varphi) + \tg\delta}$$

où,

$$Q_1 = q \cdot b; Q_2 = q \cdot (z \cdot \cotg\theta_j - a); Q_3 = 0$$

Par suite, la pression unitaire  $p$  avec la surcharge d'intensité  $q$  entre les profondeurs  $z$  et  $z + dz$  est donnée par :  $p \cdot dz = P(z + dz) - P(z)$ .

Dans la pratique et sans démonstration, les trois plans de rupture sont déterminés en calculant successivement les expressions suivantes :

$$B_1 = -\frac{2 \cdot q \cdot b}{\gamma \cdot z^2 \cdot \cos^2\varphi}; B_2 = -\frac{q \cdot a}{\cos^2\varphi \cdot \left(\frac{\gamma \cdot z^2}{2} + q \cdot z\right)}; B_3 = 0$$

puis,

$$\alpha_1 = \text{Arctg}\left(\frac{z}{a+b}\right) \text{ et } \alpha_2 = \text{Arctg}\left(\frac{z}{a}\right)$$

puis,

$$D = \tg\varphi + \tg\delta; E = \frac{\tg\varphi \cdot D}{\tg(\varphi + \delta)}; F = \frac{1}{\cos\varphi} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot q \cdot b}{\gamma \cdot D}}$$

puis, pour  $j = 1, 2, 3$

$$\Omega_j = \tg^2\varphi \cdot D^2 + (B_j + D) \cdot E$$

$$\Theta_j = \text{Arctg}\left(\frac{\tg\varphi \cdot D + \sqrt{\Omega_j}}{B_j + D}\right) \text{ si } \Omega_j \geq 0$$

On détermine ensuite les angles  $\theta_j$  de poussée maximale par secteur :

dans  $[\varphi; \alpha_1]$

si  $\alpha_1 \leq \varphi$  alors  $P_1 = P_3(\Theta_3)$

sinon si  $z \leq F$  alors  $\theta_1 = \alpha_1$

sinon  $\theta_1 = \min(\Theta_1, \alpha_1)$

dans  $[\alpha_1; \alpha_2]$ :

si  $\alpha_2 \leq \varphi$  alors  $P_2 = P_3(\Theta_3)$

sinon si  $\Theta_2 \leq \alpha_1$  alors  $\theta_2 = \max(\varphi, \alpha_1)$

sinon si  $\Theta_2 \leq \alpha_2$  alors  $\theta_2 = \max(\Theta_2, \varphi)$

sinon  $\theta_2 = \alpha_2$

dans  $[\alpha_2; 1/2\pi]$ :

si  $\alpha_2 \leq \varphi$  alors  $P_3 = P_3(\Theta_3)$

sinon  $\theta_3 = \max(\Theta_3, \alpha_2)$

Pour le calcul de la poussée sans surcharge, il suffit de calculer  $P_3(\Theta_3)$  avec une inclinaison  $\delta$  différente le cas échéant. Enfin, par différence avec la poussée  $P$  précédente, on en déduit la poussée induite par la surcharge.

Dans toute la suite, la référence des hauteurs est prise à la base du voile.

Par le calcul, dans le cas du sable très compact d'angle de frottement interne  $38^\circ$ , et surchargé à  $41,9 \text{ kN/ml}$ , la surpression théorique maximale située au bas du mur décroît ainsi de  $8,2$  à  $6,2 \text{ kPa}$ , soit une variation relative de  $24\%$  (Fig. 22).

Les valeurs d'inclinaison introduites dans ce calcul sont tirées directement des résultats d'essais sur la station :  $22^\circ$  pour la poussée du massif seul, et  $33^\circ$  pour la poussée du massif surchargé.

L'effet théorique de la surcharge commence à se faire sentir à une profondeur comprise entre le pied de la ligne d'éboulement et le pied de la ligne de glissement, toutes deux issues du bord avant de la surcharge. Le calcul montre que cette profondeur se rapproche du pied d'éboulement pour de fortes densités de charge, et du pied de glissement pour de faibles densités de surcharge.

En conclusion, il apparaît que le bas et le haut du mur sont d'autant plus soulagés que la variation d'inclinaison de la poussée, avant et après application de la surcharge, est forte. La prise en compte de deux valeurs d'inclinaison dans le calcul, l'une correspondant à l'état du massif au repos et l'autre à celle du massif surchargé, conduit alors à une diminution de la poussée dans le bas du voile et à un soulagement dans la partie haute. Ce résultat, surprenant *a priori*, s'explique ici par le fait que l'inclinaison de la poussée sur le mur augmente avec l'intensité de la surcharge, et le tassement relatif entre le voile et le sable.

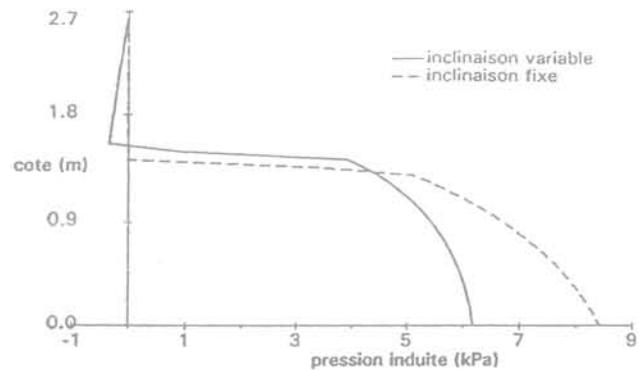


FIG. 22 Incidence de l'inclinaison de la poussée.

### 7.1.9.2

#### Diagramme de Krey

Dans l'hypothèse d'une inclinaison nulle de la poussée sur l'écran, Krey (1936) admet que la poussée se répartit entre la cote  $z_1$  du pied de la ligne d'éboulement issue du bord avant de la surcharge et la cote  $z_4$ , comme le montre la figure 23.

De plus, Krey postule que la poussée est maximale à la cote  $z_3$  du pied de la ligne d'éboulement issue du bord arrière de la surcharge, tant que  $z_3$  est en dessous de  $z_2$  ou à la cote  $z_2$  dans le cas contraire. La contrainte

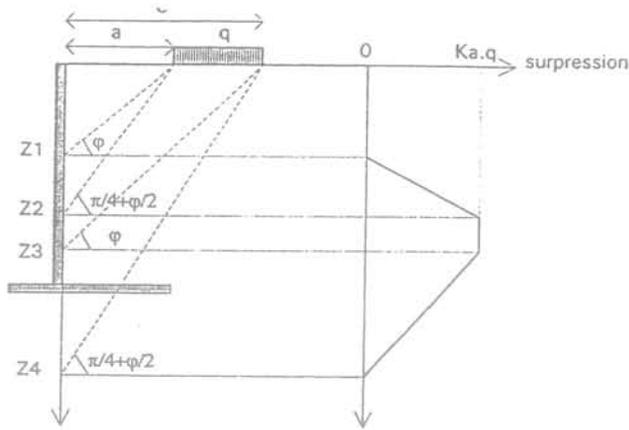


FIG. 23 Diagramme de Krey.

de poussée maximale est limitée à celle donnée par le coefficient  $k_a = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$ .

Le diagramme simplifié, non tronqué par la semelle du mur, respecte la condition suivante :

$$P = K \cdot Q = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot Q$$

où P représente la résultante de poussée, Q la surcharge totale, et K le coefficient de transmission global.

## 7.2

### Comportement du voile au cours d'un cycle de chargement-déchargement

Le cycle de chargement-déchargement du mur comprend les surcharges bande suivantes : 6,1 ; 12,1 ; 18,3 ; 24,3 ; 30,2 ; 36,2 et 41,9 kN/ml, pour les sables moyennement compact et dense. Pour le sable lâche, le palier maximal ne dépasse pas 24,3 kN/ml.

#### 7.2.1

#### Évolution des moments et des efforts globaux dans le voile

Pour le sable lâche à la fin du chargement (Fig. 24 et 25) les moments fléchissants dans le haut du voile enregistrent à 1,10 et 2,10 m une baisse faible (- 3,2 %) à forte (- 38 %) respectivement, par rapport à l'état de repos, à l'inverse du moment en bas du voile (+ 10 %). Corrélativement, sous la surcharge maximale de 24,3 kN/ml, l'effort tranchant à 2,1 m baisse de 8 %, alors qu'il augmente de 11 et 16 %, à 1,10 m et 0,10 m respectivement.

Pour le sable moyennement compact, l'application de la surcharge jusqu'à 41,9 kN/ml se traduit par un soulagement des moments fléchissants sur les deux tiers supérieurs du voile, alors que le bas du voile et la semelle voient cette même grandeur augmenter sensiblement. La valeur maximum du moment en bas du voile ne dépasse finalement que de + 7,3 % la valeur obtenue à la fin de la phase d'attente après le remblaiement.

Pour le sable très compact, le même chargement jusqu'à 41,9 kN/ml a très peu d'influence sur les efforts dans le mur, de + 3 à + 8 % pour les moments, et de + 10 à + 12 % pour l'effort tranchant. En raisonnant par rapport aux incréments d'efforts internes, on note, comparativement aux sables lâches et moyennement compactés, le même soulagement dans la partie haute du voile dès le début du chargement.

En fin de cycle, le retour aux mesures initiales pour la majorité des capteurs est peu marqué d'hystérésis.

Ces tendances au soulagement dans le haut et au chargement dans le bas du mur avec l'augmentation de la surcharge sont communes aux trois compacités de sable. Au cours du déchargement, il semblerait que le retour élastique du voile maintenant soulagé en partie basse implique en partie haute cette fois, une légère mise en butée du sable et donc une augmentation concomitante de l'effort tranchant comme l'atteste notamment le capteur positionné à 2,1 m de haut. Somme toute, les efforts induits par les surcharges « bande » restent donc finalement limités par rapport aux efforts dus au remblaiement préalable.

#### 7.2.2

### Évolution de l'inclinaison de la poussée

Sur la figure 26, sont reportées les inclinaisons moyennes sur l'horizontale de la poussée sur le voile. Il est remarquable de constater les hystérésis en fin de cycle pour les sables compactés et le chemin quasi

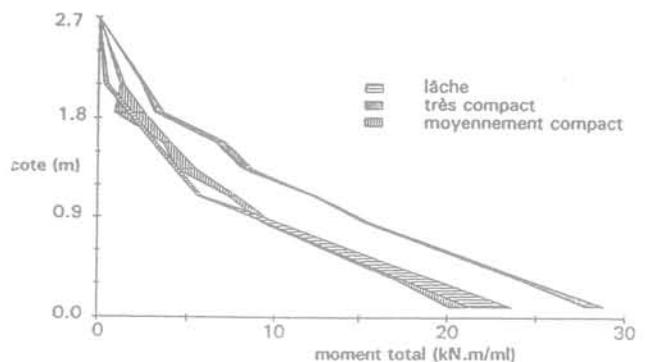


FIG. 24 Fuseau des moments totaux au cours des essais.

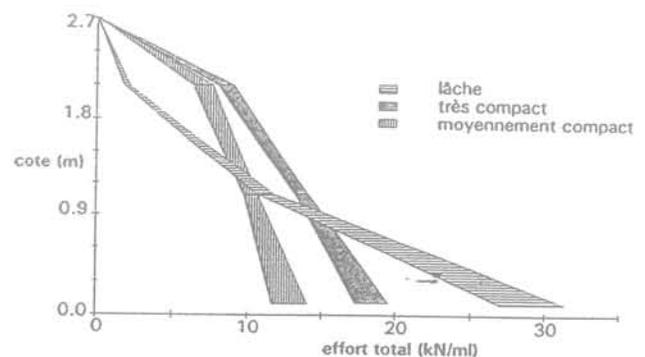


FIG. 25 Fuseau des efforts tranchants totaux au cours des essais.

## Évolution des coefficients de transmission globaux

Il est remarquable de pouvoir dissocier les comportements du sable lâche et des sables compactés, comme représenté sur la figure 28. Expérimentalement, la transmission de la surcharge par le sable lâche augmente au cours du chargement et même au cours du déchargement traduisant un comportement hystérique très marqué. A l'inverse, celle-ci reste pratiquement constante pour les sables compactés avec une transmission moindre, voire nulle pour le sable dense tout au long du cycle.

Par une approche théorique, on montre que le coefficient de Krey, qui intègre l'angle de frottement du sol, vaut 0,42 pour le sable lâche, 0,38 pour le sable moyennement compact, et 0,36 pour le sable très compact.

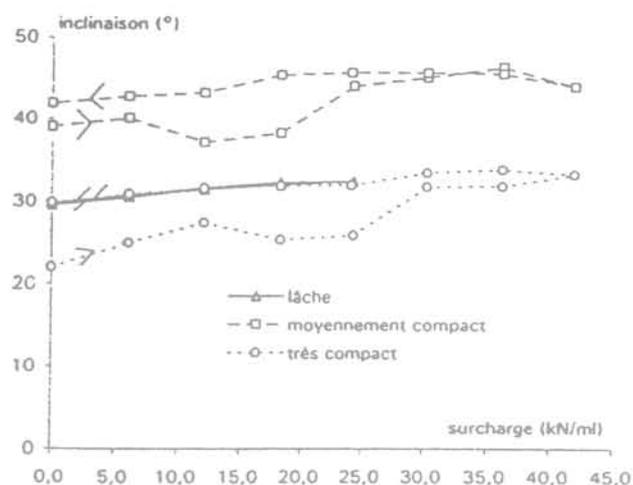


FIG. 26 Évolution de l'inclinaison moyenne de la poussée au cours du cycle chargement/déchargement.

réversible pour le sable lâche. L'inclinaison varie ainsi de 29° à 32° pour le sable lâche, de 22° à 34° pour le sable moyennement compact et de 38° à 43° pour le sable très compact.

Par ailleurs, on a noté la corrélation très significative entre l'augmentation de l'inclinaison de la poussée au cours du chargement et l'augmentation du tassement relatif du massif par rapport au voile.

## 7.2.3

## Évolution des déplacements en tête du voile

Pour le sable lâche, le déplacement horizontal en tête du voile augmente de 9 mm au cours du cycle (Fig. 27). On note que le déplacement lié à l'application de la charge de 24,3 kN/ml est de 4 mm environ.

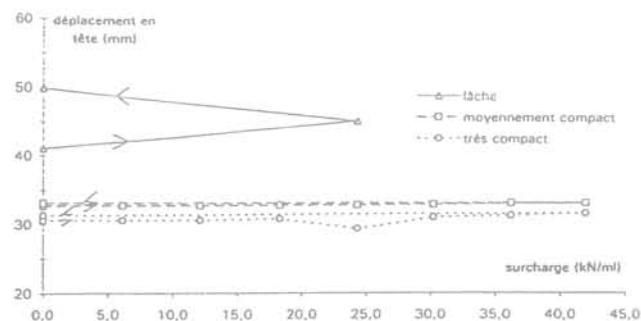


FIG. 27 Évolution du déplacement en tête du voile au cours du cycle chargement/déchargement.

Pour les sables compactés, les applications successives de surcharge bande d'intensité croissante à la surface du remblai n'entraînent pas de déplacements significatifs. Cette tendance est aussi confirmée avec les mesures par nivelles et cathétomètres effectuées sur les murs adjacents en béton.

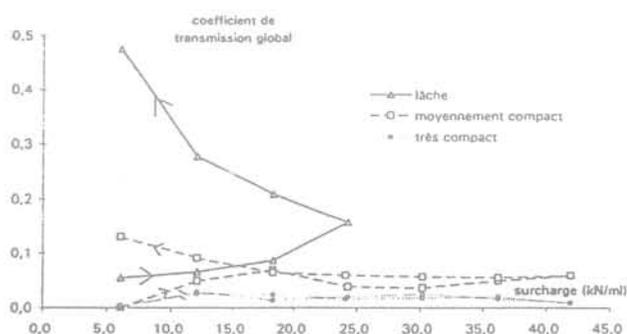


FIG. 28 Évolution du coefficient de transmission global au cours du cycle chargement/déchargement.

Ainsi, la valeur de Krey reste environ 10 fois supérieure à la valeur expérimentale des sables compactés de l'ordre de 0,02 à 0,04 et comparable à celle du sable lâche en fin de cycle uniquement. On note que celle-ci augmente considérablement tout au long du cycle de 0,05 à 0,5. La valeur de Boussinesq qui relève de considérations purement géométriques, est ici égale à 0,24. Cette valeur est intermédiaire.

Au vu de la figure 28, il est clair que la transmission de la surcharge est d'autant plus forte que l'intensité du compactage est faible. L'analyse des mesures expérimentales montre en effet un fort contraste entre le sable lâche et les sables compactés quel que soit le taux de compactage : les sables moyennement et très compacts transmettent beaucoup moins la surcharge au voile que ne le fait le sable lâche dans la partie basse du mur.

## 7.2.5

## Évolution des centres de surpression

Le contraste est cette fois-ci très marqué entre les trois compacités de sable (Fig. 29). La hauteur du centre de surpression pour le sable lâche est constante et vaut 0,6 m environ. La hauteur du centre de surpression pour le sable moyennement compact ne cesse de croître tout au long du cycle. Enfin, l'évolution du centre pour le sable très compact qui varie entre 0,1 m et 0,8 m est quasi réversible au déchargement.

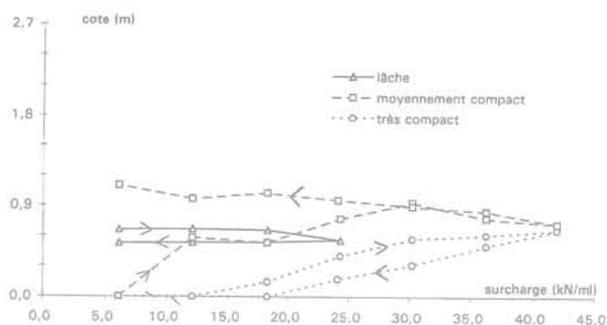


FIG. 29 Évolution de la position du centre des pressions induites au cours du cycle chargement/déchargement.

Par une approche théorique, les hauteurs des centres de surpression prédites par Krey (0,92 m, 0,87 m et 0,83 m pour le sable lâche, moyennement compact et très compact respectivement) majorent fortement la valeur expérimentale du sable très compact mais restent au voisinage des valeurs mesurées pour les sables lâche et moyennement compact. Quant au centre de surpression de Boussinesq calculé à 1,51 m de la base du voile, celui-ci se situe environ deux fois plus haut que les centres expérimentaux dans tous les cas de figure.

### 7.3

## Effets théoriques et expérimentaux d'une surcharge bande

Sur les figures 30, 31 et 32, nous comparons les effets théoriques et les effets expérimentaux d'une surcharge bande de 24,3 kN/ml, à titre d'exemple, pour les trois compacités de sable confondues, sous la forme de fuseaux de courbes intégrant les sables lâche, moyennement compact et très compact.

Sur ces figures, sont représentés le diagramme élastique isotrope de Boussinesq, l'enveloppe des diagrammes simplifiés de Krey, l'enveloppe des diagrammes *modifiés* de Coulomb (cf. §7.1.2.1) et, enfin, l'enveloppe des distributions expérimentales sur la hauteur du voile.

La courbe expérimentale des moments induits dans le voile est lissée par une courbe représentative de fonctions « Spline » cubiques qui est dérivée et comparée à celle des efforts expérimentaux pour vérification. On procède de même avec la courbe expérimentale des efforts induits pour obtenir par dérivation celle des pressions. Il est vrai que cette méthode est quelque peu hardie compte tenu du petit nombre de capteurs.

Expérimentalement, si les moments et les efforts tranchants pour les deux sables compactés sont très voisins à la base du voile, ils restent par ailleurs 5 fois plus faibles que ceux transmis par le sable lâche. Par contre, le soulagement du voile en partie supérieure est pratiquement toujours constaté et ce pour toutes les compacités.

Théoriquement, on retrouve cette décroissance monotone des efforts internes avec l'augmentation de la compacité ou encore l'angle de frottement, par la méthode de Krey par définition, mais surtout par la

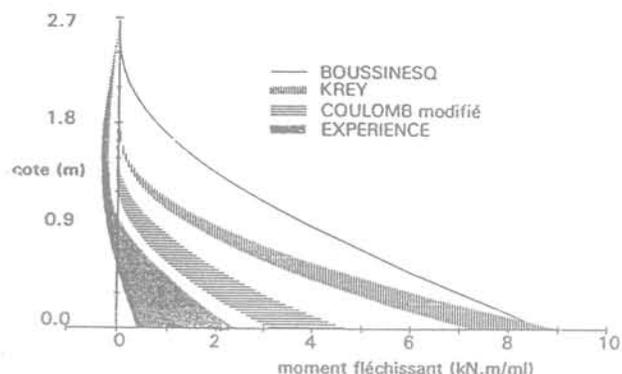


FIG. 30 Moment induit dans le voile pour une surcharge de 24,3 kN/ml.

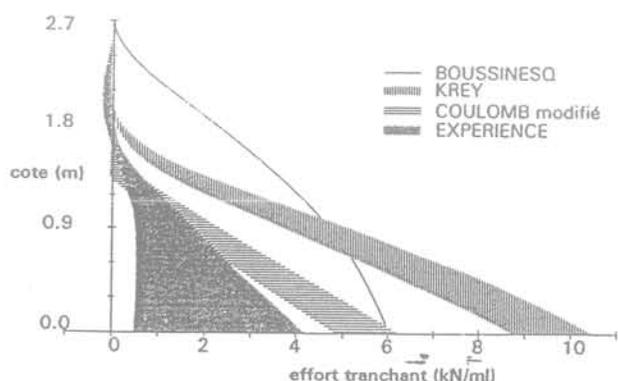


FIG. 31 Effort tranchant induit dans le voile pour une surcharge de 24,3 kN/ml.

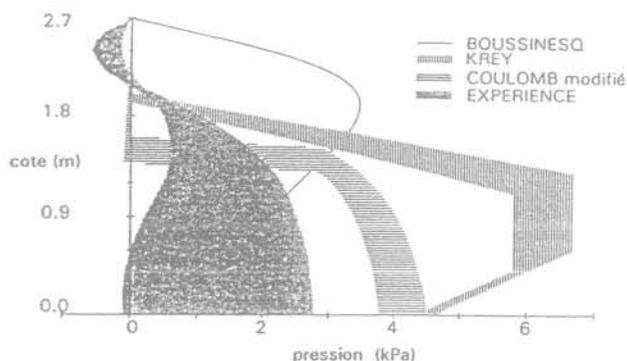


FIG. 32 Pressions induites dans le voile pour une surcharge de 24,3 kN/ml.

méthode de Coulomb modifiée, ce qui n'était pas évident *a priori*. En fait, c'est cette dernière méthode qui conduit aux efforts les plus proches de l'expérience, par valeur supérieure encore. Quant à la méthode se référant à la théorie élastique du solide homogène isotrope, celle-ci semble inadaptée, du moins en partie haute du voile. Il est aussi fort probable que la distribution des efforts internes soit perturbée, d'une part à l'approche de la base du voile et de la semelle et, d'autre part à cause des surpressions parasites en tête du voile générées lors du compactage.

## Essai de translation imposée du mur

Lors de cet essai, une translation horizontale progressive du mur dans le sens de la poussée est appliquée par un système de câbles et de palans fixés à la partie avant de la semelle. L'objet est de suivre l'effet de cette translation sur la valeur des efforts de poussée, que les mesures analysées plus haut (cf. § 6) situent à un niveau sensiblement supérieur aux prévisions, en particulier pour les essais avec remblai moyennement ou fortement compacté.

Les réductions d'effort de poussée observées pendant ces translations sont variables selon les essais, et comprises entre 0 et 50 %. Ces résultats sont à considérer avec prudence et n'apportent qu'une réponse partielle à la question posée. En effet, d'une part des effets d'hystérésis ont été notés après l'application des surcharges (cf. § 7), à la suite d'un décaissement partiel du remblai. D'autre part, il aurait fallu pouvoir vérifier si avec le temps, les réductions d'effort accompagnant les translations du mur ne tendent pas à s'annuler progressivement.

En revanche, ces essais de translation apportent d'autre type de renseignements très utiles sur le mécanisme de cisaillement horizontal entre la base inférieure de la semelle et le sol de fondation. Ils sont résumés ci-dessous :

- comparaison de l'effort limite (inférieure) de translation mesuré avec les efforts théoriques  $R_v \cdot \text{tg} \phi$ . Il ne représente que 50 à 86 % de l'effort théorique suivant les essais. Ceci est dû au fait que la résultante verticale  $R_v$  est plus faible que la valeur théorique, en raison de l'inclinaison négative de la poussée ;
- détermination de l'angle de frottement  $\phi_s$  entre la base de la semelle et le sol de fondation (pour les essais 3 et 4) :

$$\phi_s = \text{Arctg} \frac{Tl}{\int \sigma_n ds}$$

$Tl$  désigne ici l'effort limite de translation mesuré.

Les valeurs obtenues sont les suivantes :

essai 3 :  $\phi_s = 30$  à  $31^\circ$

essai 4 :  $\phi_s = 32$  à  $33^\circ$

Le rapport  $\delta/\phi$  est compris entre 0,8 et 0,9. Ces valeurs sont relativement élevées, compte tenu de l'état de surface lisse des plaques métalliques constituant la semelle. Il est raisonnable de penser que, dans le cas d'un ouvrage sur gros béton coulé en pleine fouille, le rapport  $\delta/\phi$  avoisine plutôt la valeur :  $\delta/\phi \approx 1$ .

- détermination du coefficient de sécurité expérimental au glissement  $F_{\text{Gexp}}$  et comparaison avec le coefficient théorique  $F_{\text{Gtheo}}$  calculé : ces coefficients s'expriment par les rapports :

$$F_{\text{Gexp}} = \frac{Tl}{P_2} \text{ et } F_{\text{Gtheo}} = \frac{R_v \text{tg} \phi}{R_h}$$

Le tableau VII résume les valeurs obtenues pour ces deux coefficients, à partir des essais de translations réalisés pendant les essais n° 3 et 4 :

**TABEAU VII** Coefficients de sécurité au glissement mesuré et théorique.

	$F_{\text{Gexp}}$	$F_{\text{Gtheo}}$
Essai n° 3	1,8	3,5 à 4,4
Essai n° 4	2,8	4,8

Les coefficients de sécurité réels ne représentent qu'environ la moitié des valeurs estimées. Ceci est dû à deux phénomènes :

- les efforts de poussée mesurés sont supérieurs aux efforts théoriques ;
- les composantes verticales mesurées sont plus faibles que les composantes théoriques.

## Effet d'un choc en haut du voile

Lors de cet essai, un effort concentré de courte durée, de l'ordre du dixième de seconde, est appliqué au voile du mur expérimental, au niveau + 2,20 m, à l'aide d'un système de masse tombante assemblée à un montage de renvoi par poulie. Le problème visé est celui du cumul total ou partiel, ou du non-cumul, des efforts liés à la poussée statique du remblai avec ceux engendrés par le choc, par exemple en cas de percusion d'un véhicule sur une glissière de sécurité solidaire d'un mur de soutènement.

Les essais réalisés ne prétendent pas reproduire la complexité du comportement dynamique des structures sous ce type de sollicitation, mais d'apporter des éléments permettant d'encadrer son fonctionnement en pareille situation. L'interprétation des mesures s'est appuyée sur les deux coefficients  $\lambda_1$  et  $\lambda_2$  définis de la manière suivante :

$$\lambda_1 = \frac{M_E}{M_{E0} + T \cdot z} = \frac{M_{E0} + \Delta M_E}{M_{E0} + T \cdot z}$$

et

$$\lambda_2 = \frac{M_{\text{remblai}}}{M_{E0}} = \frac{M_{E0} + \Delta M_E - T \cdot z}{M_{E0}}$$

avec :

$T$  : effort horizontal maximal appliqué au voile pendant le choc

$z$  : bras de levier de l'effort  $T$  par rapport au peson  $E$

$M_{E0}$  : moment initial mesuré par le peson  $E$  à la base du voile juste avant le choc

$M_E$  : moment maximal mesuré par le peson  $E$  pendant le choc

$\Delta M_E$  : accroissement maximal de moment lié au choc mesuré par le peson  $E$  :

$$\Delta M_E = M_E - M_{E0}$$

$M_{\text{remblai}}$  : composante du moment mesuré par le peson  $E$  pendant le choc, correspondant à la seule poussée du remblai.

La figure 33 reproduit l'évolution des coefficients  $\lambda_1$  et  $\lambda_2$  en fonction du rapport  $r_{\text{choc}}$ , représentant ici l'intensité relative du choc, sous l'angle de son effet de renversement :

$$r_{\text{choc}} = \frac{Tz}{M_{E0}}$$

Ce mode d'analyse conduit aux observations suivantes :

- la valeur du moment  $M_E$  mesuré représente entre 75 et 80 % du moment cumulé théorique  $M_{E0} + Tz$  ;
- la composante  $M_{\text{remblai}}$  du moment pendant le choc, correspondant aux seuls efforts de poussée du remblai derrière le mur, est une fraction, variable entre 35 et 40 %, de la valeur initiale  $M_E$  avant le choc. Ceci s'applique du moins à la gamme des efforts testés, caractérisée par un rapport  $r_{\text{choc}}$  au plus égal à 60 %.

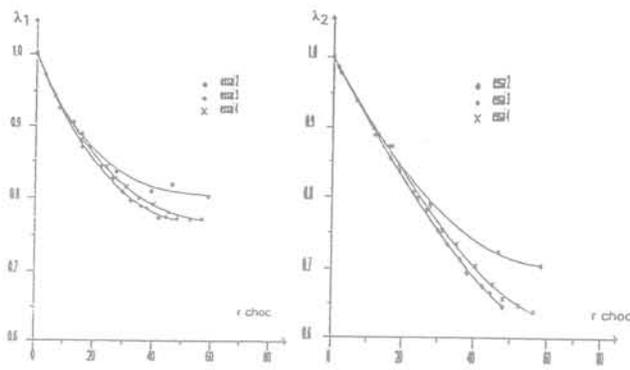


FIG. 33 Taux de réduction  $\lambda_1$  et  $\lambda_2$  des moments mesurés par le peson E, en fonction du coefficient d'intensité relative du choc,  $r_{choc}$ .

Malgré le caractère très qualitatif de ces essais, les résultats obtenus indiquent finalement sans ambiguïté l'absence de cumul intégral de la poussée statique du remblai, avec l'effet dynamique de renversement reproduisant le choc.

10

## Conclusion

À l'issue des analyses qui précèdent, les essais réalisés sur la station expérimentale de murs du LCPC s'avèrent finalement riches en enseignements sur le comportement d'un mur de soutènement traditionnel en service. Au plan expérimental, les divers recoupements entre résultats des mesures de natures différentes ont, de plus, permis de se faire un avis sur la confiance à accorder à l'ensemble des résultats et des observations obtenus pendant ces essais.

Certaines conclusions peuvent finalement être considérées comme fiables et indiscutables. D'autres fournissent, au contraire, des tendances et nécessiteront encore des vérifications dans le cadre d'actions expérimentales ou théoriques futures.

• **Résultats pouvant être considérés comme fiables et indiscutables.** Ils sont récapitulés ci-dessous. Ces résultats sont propres à l'ouvrage expérimental étudié (géométrie et hauteur du mur, rigidité du sol-support, remblai en sable). Les conditions de leur généralisation éventuelle à d'autres types d'ouvrages restent bien entendu à établir.

### Poussée sur le voile :

- les poussées sur le voile sont supérieures aux poussées théoriques des modèles aux états limites. Pour le sable lâche, elles correspondent à un coefficient de poussée de l'ordre de  $K_0$ , et une répartition triangulaire en fonction de la profondeur est réaliste ;
- le compactage du remblai se traduit par un accroissement sensible des poussées. Les surpressions sont de l'ordre de 15 à 20 kPa. Ceci conduit à une répartition des poussées avec la profondeur d'allure parabolique plutôt que triangulaire ;
- le coefficient de poussée globale sur l'écran décroît en fonction de sa hauteur ;
- la poussée sur l'écran fictif arrière est inclinée négativement, du moins pour le sable compacté ;
- la sécurité au glissement du mur est inférieure, dans

un rapport entre 15 à 50 %, aux estimations théoriques. L'angle de frottement sous la base du mur est proche de l'angle de frottement du sol de fondation.

### Transmission des surcharges :

- la transmission des surcharges sur le voile par le sable très compact est négligeable au regard de la poussée due au massif ;
- la méthode de *Coulomb modifiée* approche le mieux par excès les valeurs expérimentales. Les méthodes de Krey et Coulomb fournissent des majorants des efforts tandis que la distribution élastique des poussées de Boussinesq est très éloignée de la distribution expérimentale.

*Choc sur le voile :* les efforts globaux pendant l'application d'un choc en haut de mur ne correspondent pas au cumul effet statique du remblai + effet du choc. En effet, l'effort de poussée propre du remblai paraît se limiter à un rapport entre 35 et 40 %, de la poussée statique initiale en l'absence de choc.

### • Tendances justifiant des études complémentaires

#### Poussée sur le voile

Trois tendances principales ont été nettement perçues :

- bien que le mur se soit déplacé d'une valeur supérieure à celle nécessaire pour mobiliser théoriquement l'état limite de poussée, les coefficients de poussée déduits des efforts mesurés semblent diminuer dans le temps. Les effets d'hystérésis liés au compactage, aux cycles d'application des surcharges, enfin au décaissement éventuel du remblai, compliquent la détermination des coefficients de poussée réels et de leur évolution dans le temps ;
- l'intensité de la poussée arrière est peu différente de la poussée sur le voile, et tendrait vers  $K_0$  ;
- l'effet du compactage est fonction de la position du compacteur par rapport au voile et de son intensité.

#### Transmission des surcharges :

- les surpressions parasites induites par le compactage rendent difficiles les comparaisons entre les méthodes basées sur l'état de rupture : Krey, Coulomb et *Coulomb modifiée* ici. En effet, l'ensemble de ces méthodes suppose qu'avant l'application des surcharges, le massif est à l'état limite de poussée du massif (l'état «  $k_0$  ») ;
- il conviendrait donc de soustraire les surpressions parasites induites par le compactage, du moins en partie, au diagramme de Coulomb modifié par exemple. Cette soustraction est bien partielle, car les déplacements du mur consécutifs à la pose de la surcharge conduisent à une réduction des surpressions de compactage en tête. Ces déplacements en tête sont induits par le faible glissement du mur sur sa base et par la localisation de la poussée des surcharges dans la partie basse du voile ;
- connaître la véritable cote de première influence de la surcharge s'avère difficile. Toujours est-il qu'elle se manifeste ici à proximité du pied de la ligne d'éboulement issue du bord avant de la surcharge, quel que soit le cas de figure ;
- si les efforts induits dans le tiers inférieur du voile sont faibles par rapport aux efforts totaux, voire comparables aux effets de la température, il existe aussi vraisemblablement un report d'effort par effet de voûte entre le voile et la semelle. Celle-ci doit en effet reprendre une partie de la surcharge transmise par le sable.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient vivement MM. G. Rault, J.M. Moliard et R. Berdat qui ont réalisé les essais dont les résultats sont analysés et

présentés dans cet article. Celui-ci n'aurait pu être rédigé sans la persévérance et la rigueur qui ont caractérisé leur travail.

## Bibliographie

---

Azim - « Contribution à la conception d'une station expérimentale pour l'étude du comportement des murs de soutènement. » Thèse de Docteur-Ingénieur en Génie Civil présentée à l'université Pierre et Marie-Curie, Paris VI, 1986.  
Carder D.R. - « Finite element analysis of

the stresses against retaining walls. » Rapport interne de Transport and Road Research Laboratory (G.B.), leaflet n° LF-631, 1980.  
Houy - *Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier*, librairie Lavoisier, Paris, 1986.

Kérisel J. - « Le langage des modèles en Mécanique des Sols. » Vth ECSMFE, Madrid, vol.2, 1972, p. 9-30  
Krey H. - *Erdruck, erdwiderstand und tragfähigkeit des baugrundes*. Wernst und Sohn, Berlin, 1936.